

シミュレーションと疲労設計指針に基づく鋼橋の疲労損傷度の比較

Comparison of fatigue damages in steel highway bridges based on simulation and the fatigue design recommendations

○峰 穂高* 中村 聖三** 高橋 和雄*** 酒井 康成****

Hotaka MINE, Shozo NAKAMURA, Kazuo TAKAHASHI and Yasunari SAKAI

ABSTRACT Since fatigue damage in steel highway bridges has been reported, the latest version of the design code specifies that the fatigue design should be carried out. Details of the fatigue design method are described in the fatigue design recommendations. It is prescribed to calculate the fatigue damage by using T-load with some modification factors. However, the accuracy of the fatigue damage verification by the combination of these modification factors for a variety of traffic flow conditions is not clear. In this study, fatigue damages according to the fatigue design recommendations are compared with that obtained by Monte Carlo simulation.

Keywords : 疲労損傷度, 疲労設計, 疲労設計荷重, モンテカルロシミュレーション
Fatigue damage, Fatigue design, Fatigue design load, Monte Carlo simulation

1. はじめに

これまで道路橋の設計に用いられている活荷重が実橋で再現される確率は極めて低く、通常の供用状態であれば疲労が問題となるような応力変動が生じることはないと言われてきた。しかし近年、車両の大型化や交通量の増加、さらには交通流の複雑化により、自動車荷重が原因と考えられる鋼材の疲労損傷の発生が、部材相互の接合部の溶接継手や構造的に応力が集中しやすい部分で報告されるようになってきており¹⁾、平成14年3月の「道路橋示方書・同解説」²⁾(以下、道示)では疲労も設計時に照査すべき限界状態の一つになった。疲労設計荷重を含めた具体的な照査方法が記載された鋼道路橋の疲労設計指針³⁾(以下、指針)では、疲労設計荷重を道示に規定されたT荷重とし、疲労照査に用いる疲労損傷度を算出することとしている。その際、実交通流による疲労損傷度との相違をなるべく無くするため、様々な検討結果に基づき設定した補正係数を考慮することとしているが、各係数を設定するための検討はそれぞれ独立して行われており、全体的にどの程度の精度を有する

かは明確ではない。そこで本研究では、モンテカルロシミュレーションにより算出した着目部位の疲労損傷度と比較することにより、指針の規定の精度を検証する。

2. 解析概要

2.1. 対象構造

本研究では、図-1に示すような同一方向2車線道路橋の上部構造を対象とし、支間長 L (m)の単純桁橋の支間中央部、3径間連続桁橋の中央径間中央部および側径間中央部(順に影響線A、B、Cとする)に着目する。

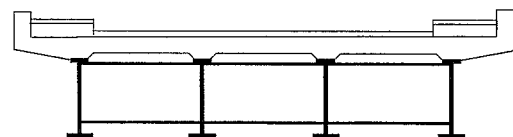


図-1 2車線道路橋の断面図

2.2. シミュレーションの概要⁴⁾

荷重列のシミュレーションでは、図-2のフローチャートに示すように、まず、一様乱数を用い

*学士(工) 長崎大学大学院博士前期課程 生産科学研究科環境システム工学専攻

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)

** 博(工) 長崎大学工学部社会開発工学科准教授

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)

第2種正会員

*** 工博 長崎大学工学部社会開発工学科教授

(〒852-8521 長崎市文教町1番14号)

第2種正会員

**** 修(工) (株)ハルテック 技術グループ設計部

(〒551-0000 大阪市大正区南恩加島6-20-34)

て車種を決定した後、対数正規分布を用いてその車種の重量を決定する。その後、アーラン分布により車両間の車頭時間間隔を決定し、これをもとに車間距離を決定する。本研究では、車両発生台数を各車線で 10 万台⁵⁾としてこの手順を繰返し、模擬交通流を発生させる。

車種は指針に記載されている乗用車(C)・小型トラック(ST)の 2 種類の小型車と中型トラック(MT)・大型トラック(LT)・大型ダンプ(LD)・タンクローリ(TR)・セミトレーラ(TT)・バス(BS)の 6 種類の大型車の計 8 種類のモデルに分類する。これらの車種構成率は、指針で主に検討されている大型車の中で MT の構成率が最も高い場合に対して大型車混入率を 20%, 40%, 60%とした場合⁵⁾, および大型車混入率 40%の場合において、疲労への影響が最も支配的な車種を LT・LD・TT と変化した場合それぞれについて、表-1 に示すように設定した。これらの値は、LT の影響が大きいケースについては東名高速道路の日本平 PA 付近の交通流⁶⁾, LD の影響が大きいケースについては首都高速道路の湾岸線の交通流⁷⁾, TT の影響が大きいケースについては国道 4 号線の草加付近の交通流⁷⁾をそれぞれ参考にしてしている。

車両重量については、既往の研究⁸⁾より対数正規分布に従うものと仮定する。各車両の重量に対する平均値および標準偏差を表-2 に示す。これらの値は、代表的な幹線道路における実交通荷重の実態調査の結果をもとに、文献 9)によって報告されたものである。

車頭時間間隔は次式に示す自由度 3 のアーラン分布に従う¹⁰⁾と仮定する。

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} (\lambda t)^{n-1} / (n-1)! \quad (1)$$

n ; 自由度(=3) t ; 時間 (sec)

平均値; $E(t)=n/\lambda$ 分散; n/λ^2

また、平均車頭時間間隔 $E(t)$ については式(2)のように、時間交通量 Q を用いて表すことができるため、式(1)の λ を決定することができる。

$$E(t) = 3600 / Q \quad (2)$$

$E(t)$; 平均車頭時間間隔 (sec)

Q ; 時間交通量 (台/hr)

得られた車頭時間間隔に車両の走行速度を乗じることで求められる車頭間隔から、車間距離を定め

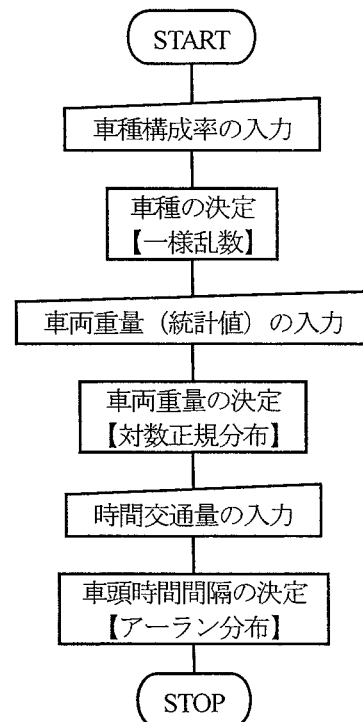


図-2 シミュレーションの流れ

表-1 車種構成率

車種	大型車混入率			支配的車両		
	20%	40%	60%	LT	LD	TT
C	65.3	49.0	32.7	49.0	49.0	49.0
ST	14.7	11.0	7.3	11.0	11.0	11.0
MT	8.1	16.1	24.2	7.7	17.2	15.2
LT	6.8	12.7	19.0	20.0	7.1	11.3
LD	1.8	3.7	5.6	6.7	10.0	2.7
TR	1.1	2.1	3.2	2.1	1.9	2.0
TT	2.1	4.2	6.3	3.1	2.4	8.0
BS	0.6	1.2	1.7	0.4	1.4	0.8

表-2 車種別分布パラメータ

車種	平均値(tf)	標準偏差(tf)
C	1.30	0.36
ST	3.62	1.31
MT	6.19	2.50
LT	16.75	6.29
LD	19.62	9.54
TR	13.82	6.31
TT	24.78	12.92
BS	13.84	2.41

ることができる。

本研究では、上述した要領で自動車荷重列を発生させて、両車線同時に通過させ、その際の各着目部位における曲げモーメントの時刻歴を図-3の影響線形状を用いて算定する。これにレインフロー法を適用してモーメント範囲の頻度分布を求める。得られた頻度分布を用いて式(3)より疲労損傷度を表すパラメータ D を算出する。

$$D = \sum (\Delta M_{ri}^3 \cdot n_i) \tag{3}$$

ΔM_{ri} ; 変動モーメント範囲 n_i ; ΔM_{ri} の頻度

2.3. 指針の規定に基づく疲労損傷度

指針では疲労設計荷重を T 荷重とし、活荷重補正係数 γ_T を乗じた上でこれを車線毎に移動載荷し、応力の変動波形を算出することとしているが、本研究では応力と断面力は線形関係にあるということ、およびシミュレーションと条件を等しくするという観点から、着目部位に作用する曲げモーメントの影響線を用いて変動波形を求め、それにレインフロー法を適用して曲げモーメント範囲の頻度分布を算出する。

活荷重補正係数 γ_T は T 荷重補正係数 γ_{T1} (T 荷重によるものよりも大きな応力範囲を生じさせる重車両の影響を考慮した係数) と同時載荷係数 γ_{T2} (複数の車両が橋梁上に同時載荷する影響を考慮するための係数) との積で表されるが、 T 荷重補正係数 γ_{T1} は次式で求めることとしている。

$$\gamma_{T1} = \log L_{B1} + 1.50 \quad (2.0 \leq \gamma_{T1} \leq 3.0) \tag{4}$$

L_{B1} ; 断面力の影響線の基線長のうち影響線縦距が最大となる位置を含む範囲のもの(m)

同時載荷係数 γ_{T2} については対象とする断面力の影響線が正負交番する場合は $\gamma_{T2}=1.00$ とし、常に同一符号となる場合は表-3 に与える値としている。

また疲労設計荷重の載荷頻度については、大型車交通量を基準とし、頻度補正係数 γ_n により T 荷重と大型車の重量の差異による影響を考慮することとしている。本研究では頻度補正係数 γ_n を全てのケースにおいて標準値である 0.03 と設定した。これらを踏まえた上で、指針の規定に基づく疲労損傷度を表すパラメータ D を次式で求める。なお、各車線を疲労設計荷重 (T 荷重を γ_T 倍したもの) が走行した場合、影響線 A についてはモーメント

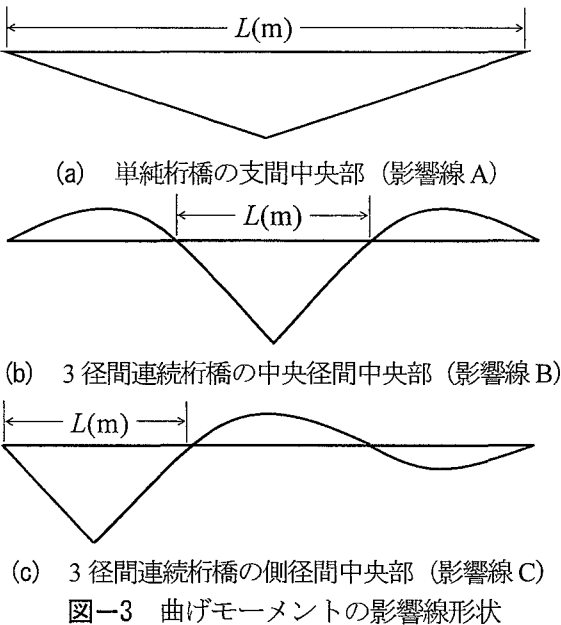


図-3 曲げモーメントの影響線形状

表-3 影響線が正負交番しない場合の γ_{T2}

$ADTT_{SLi}$	L_{B2}	$L_{B2} \leq 50m$	$50m < L_{B2}$
$ADTT_{SLi} \leq 2000$		1.00	1.00
$2000 < ADTT_{SLi}$		1.00	1.10

L_{B2} : 断面力の影響線の基線長の和(m)

$ADTT_{SLi}$: 一車線当たりの日大型車交通量

表-4 車線大型車走行比

時間交通量比	大型車走行比
車線 1 : 車線 2	車線 1 : 車線 2
1 : 1	1 : 1
	1 : 2
	1 : 3
	1 : 4
	1 : 5

表-5 設定したパラメータの値

大型車混入率 (%)		20, 40, 60
時間交通量 Q (台/hr)		500, 1000, 2000
車両速度 V (km/hr)		50, 70, 100
支間長	単純桁	20, 40, 80
L (m)	連続桁	30, 60, 100
車線モーメント比		0, 0.2, 0.4, 0.7, 1.0

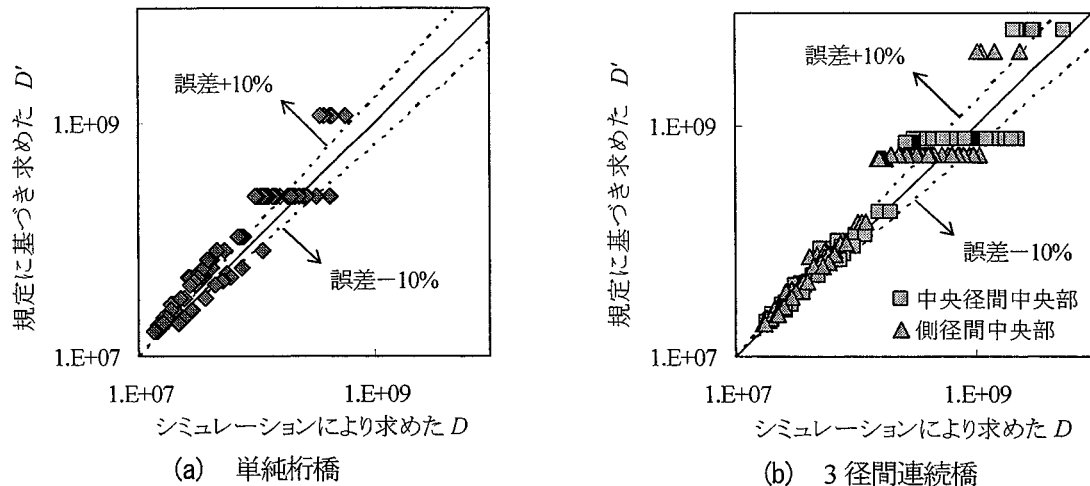


図-4 疲労損傷度の比較

範囲が1つ、影響線 B, C では2つ生じるため、式(5)における添え字 j は影響線 A の場合は1のみ、影響線 B, C の場合は1および2を取る。

$$D' = \sum (\Delta M_{ij}^3 \times \text{車線} i \text{ における大型車交通量} \times \gamma_n) \quad (5)$$

ΔM_{ij} ; γ_T を用いて算出したモーメント範囲
 i ; 車線番号 j ; モーメント範囲の番号

2.4. 解析条件

本研究では、モンテカルロシミュレーションにより、車線毎に条件の異なった交通流を発生させる。車線1に対する車線2の大型車の走行台数を車線大型車走行比と定義し、各車線の時間交通量の比を1:1とし、全体の大型車混入率は変化させず、その値を表-4のように変化させる。本研究で用いた交通量条件では、大型車混入率60%、大型車走行比1:5の場合において車線2の走行車両がすべて大型車となるため、大型車走行比の上限を1:5としている。また、2車線道路橋では車両がどの車線を走行するかで着目部位に生じるモーメントが異なるが、高いモーメントが発生する車線を基準としてその比（車線モーメント比）をとり、荷重分配を考慮するためのパラメータとする。車線モーメント比が0の場合、着目部位での応力変動が一方の車線の影響のみ受けることを意味しており、橋軸方向の同時載荷のみを考えればよいことになる。設定した各種パラメータの値を表-5に示す。

3. 解析結果と考察

図-4 に全解析結果に対して、指針の規定に基

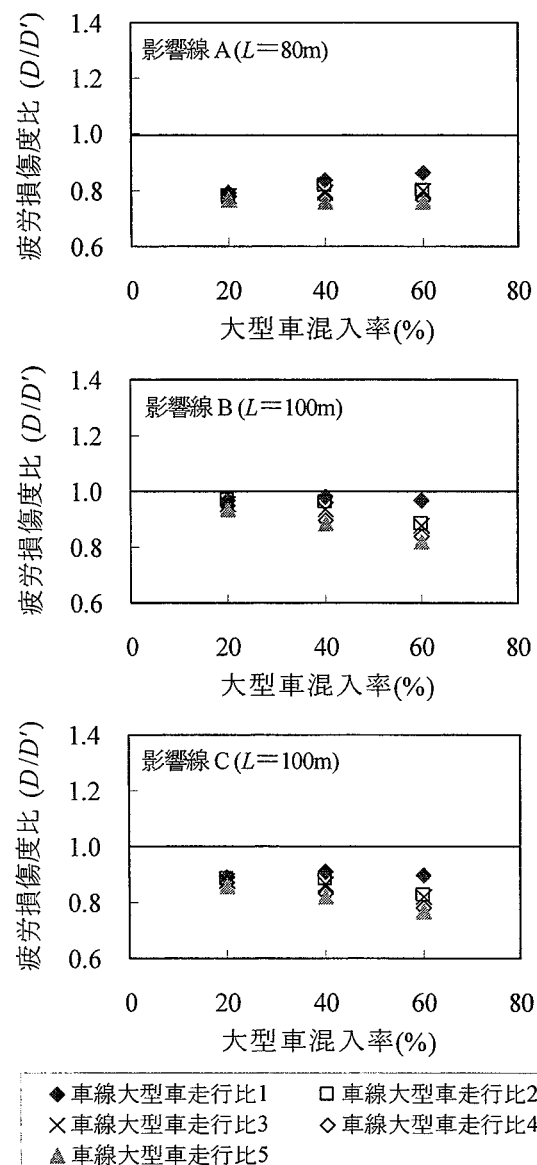


図-5 大型車混入率の影響

づき求めた疲労損傷度 D' とシミュレーションにより求めた疲労損傷度 D との関係を示す。両者の値にそれほど大きな差は無く、概ね一致していることが確認できる。また指針の規定に基づき算出した疲労損傷度 D' が危険側になるケースは3径間連続桁橋の方に多く、全体で10%程度であった。

3.1. 車種構成の影響

図-5、図-6 に車線モーメント比 1.0、車両速度 70km/hr、時間交通量 1000 台/hr において大型車混入率を 20、40、60%と変化させた場合、および大型車混入率が 40%の場合において、疲労への影響が最も支配的な車種を変化させた場合の結果をそれぞれ示す。縦軸には D と D' の比をとっており、1.0 を超えた場合に D' が危険側にあることを示す。

大型車混入率を変化させた場合、影響線が同一符号のみの場合と正負交番する場合では若干傾向が異なるが、いずれも危険側になることは無いことが確認できる。また D' は大型車間での構成率を変化させた場合に危険側になる場合があることが確認できる。これは今回、全てのケースにおいて頻度補正係数を標準値である 0.03 と設定していることが一因として挙げられる。頻度補正係数は、代表荷重を 60tf として疲労設計で考慮すべき代表荷重の頻度を算出するための係数である。指針の作成においては、全国の代表的な幹線道路における車重頻度測定の結果に対してその値を検討し、疲労損傷度に対する影響を考慮することが必要となる車両数は概ね大型車台数の 3%とできるとの結論を得て、標準値を 0.03 と設定している。したがって大型車間での構成率を変化させた場合には、疲労損傷度に対する影響を考慮すべき車両数も変化するため、特に疲労損傷度に対する 1 台あたりの影響度が高い車両の構成率が高い場合には、指針による損傷度評価が危険側になるものと考えられる。

表-6 に各ケースにおける大型車の総重量と平均値、および支配的な車両が MT の場合を基準にした各ケースの比を示す。指針の規定が危険側となる場合は、いずれも大型車の平均値が高くなっていることが確認できる。したがって、このような場合には頻度補正係数を標準値である 0.03 より大きく取る必要があると言える。また、頻度補正係数は用いる疲労設計荷重に応じて変えるべきものであり、設計で考慮する期間に載荷される可能

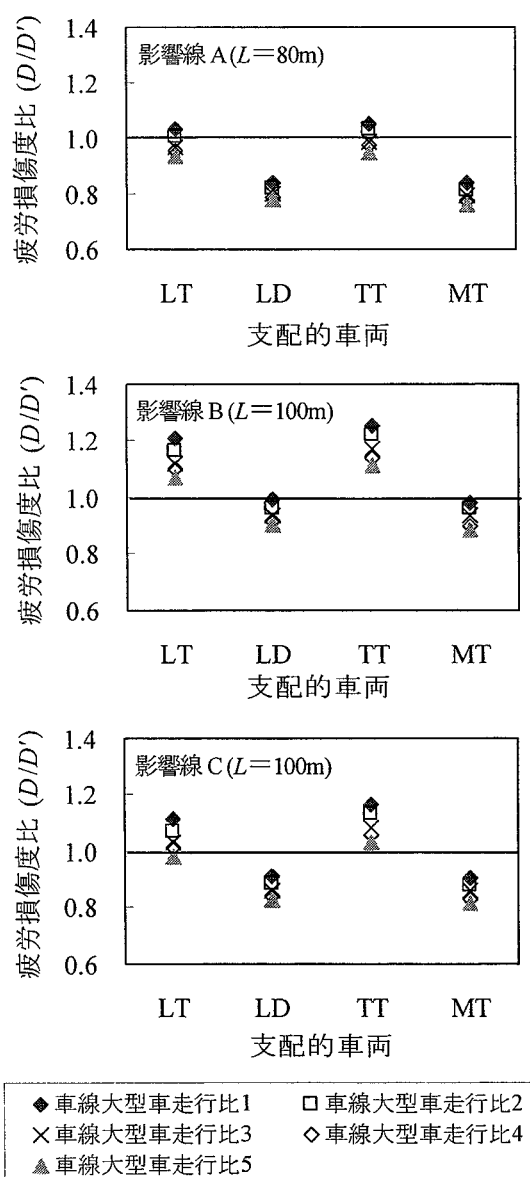


図-6 支配的車両の影響

表-6 シミュレーションより得られたデータ

	支配的車両			
	LT	LD	TT	MT
総重量 (大型車)	1239873	1045113	1136682	1061235
平均値 (大型車)	15.50	13.06	14.21	13.27
比	1.16	0.98	1.07	1.00

(tf)

性のある車両の中で大きな応力範囲を生じさせる重車両の影響を考慮する係数である T 荷重補正係数と強い関連があるものと考えられる。したがっ

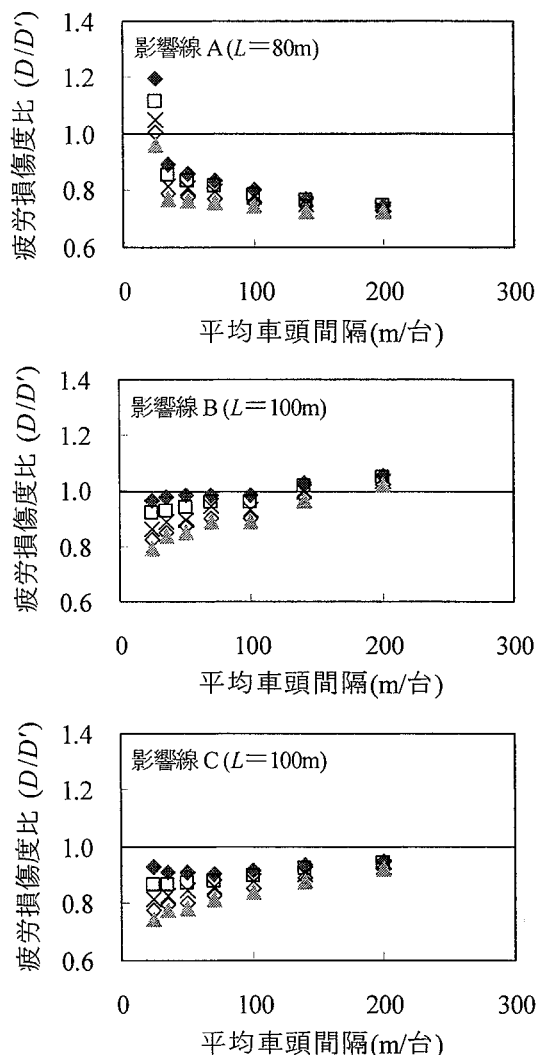


図-7 平均車頭間隔の影響

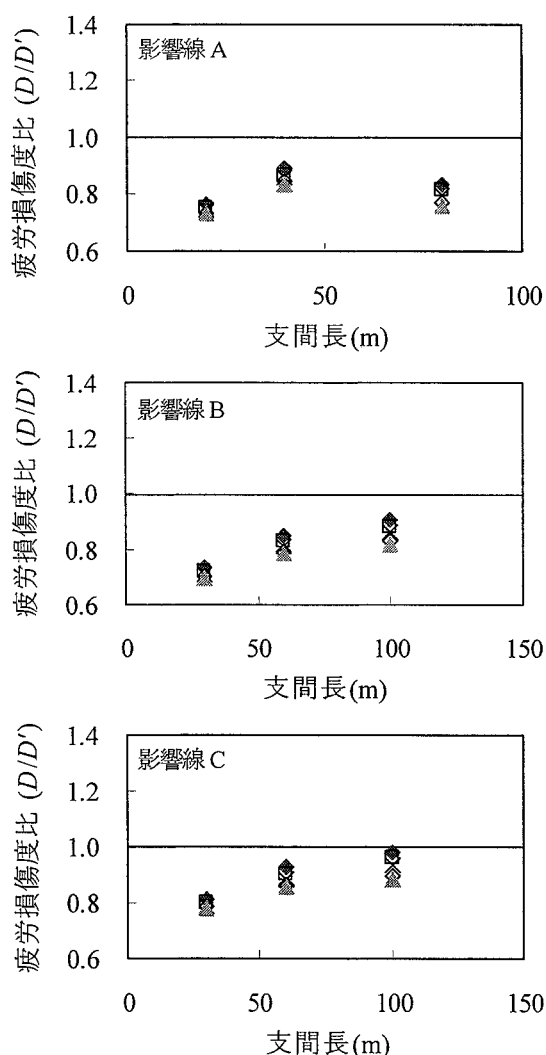


図-8 支間長の影響

て、頻度補正係数を変える代わりに、現在影響線の基線長のみの関数となっているT荷重補正係数を、大型車の車種構成比率に応じて変化させるという方法も可能であると考えられる。

3.2. 平均車頭間隔の影響

図-7は、車線モーメント比1.0、大型車混入率40%として、横軸に車間距離に関するパラメータ(平均車頭間隔： V/Q)をとったものである。

単純桁橋においては車間距離が短くなるにつれて、疲労損傷度比が高くなっている。これは、指針の規定に基づいて疲労損傷度を算出する場合、車両の走行速度による影響が考慮されていないの

に加えて、シミュレーションでは単純桁橋において車間距離が短くなると疲労損傷度は大きくなる傾向にあることから、疲労損傷度の比が高くなっていると考えられる。3 径間連続桁橋の場合においては、単純桁橋とは逆の傾向が見られる。連続桁の場合、影響線は正負交番しており、シミュレーションでは車間距離が大きくなると符号の異なる影響線部分での同時載荷の影響によるモーメントの打ち消し合いが生じにくくなっており、疲労損傷度比が高くなっていると考えられる。

3.3. 支間長の影響

図-8に車線モーメント比1.0、車両速度70km/hr、

時間交通量 1000 台/hr として、支間長を変化させた場合の疲労損傷度比を示す。

影響線が同一符号のみの場合、指針では一方向一車線当たりの日大型車交通量が 2000 台以上で、かつ支間長が 50m 以上の場合、同時載荷係数の値を 1.1 とすることにしており、その場合に対して荷重値は 10%、疲労損傷度はその 3 乗である 33% 程度増加することになる。その影響により支間長が 80m の場合は疲労損傷度の比が低くなっていると考えられる。それ以外については支間長が大きくなると疲労損傷度の比は大きくなる傾向にある。これはシミュレーションでは、支間長が大きくなると同時載荷の影響により疲労損傷度が大きくなる傾向にあるのに対し、指針においては連続桁に対する同時載荷係数の値は 1.0 であり、T 荷重補正係数のみ変動することになるが、今回設定したパラメータでは支間長が変化しても荷重値は 0.7%、疲労損傷度は 2% 程度しか増加しないためであると考えられる。

3.4. 車線モーメント比の影響

図-9 は、車両速度 70km/hr、時間交通量 1000 台/hr、大型車混入率 40% として、車線モーメント比を変化させた場合の比較結果である。

車線大型車走行比の影響が、車線モーメント比により若干異なる傾向にあるが、車線モーメント比が変化しても危険側になることは無く、大型車が偏った場合においても同様のことが言える。今回は異なる車線を通行した際に着目部位に生じるモーメントの比をとり、その比を変化させ簡易的に解析をおこなったが、対象としている単純桁の支間中央部、連続桁の中央径間中央部、側径間中央部の曲げモーメントが、車両の走行により実際にどのような挙動(時刻歴)を示すかについては、今後 3 次元 FEM 等を用いた議論が必要であると考えている。

4. 結論

本研究では、同一方向 2 車線道路橋を対象として、モンテカルロシミュレーションにより算出した着目部位の疲労損傷度と指針の規定に基づく疲労損傷度を比較することにより、指針の規定の精度を検証した。今回の検討において得られた知見を以下にまとめる。

(1) モンテカルロシミュレーションにより算出

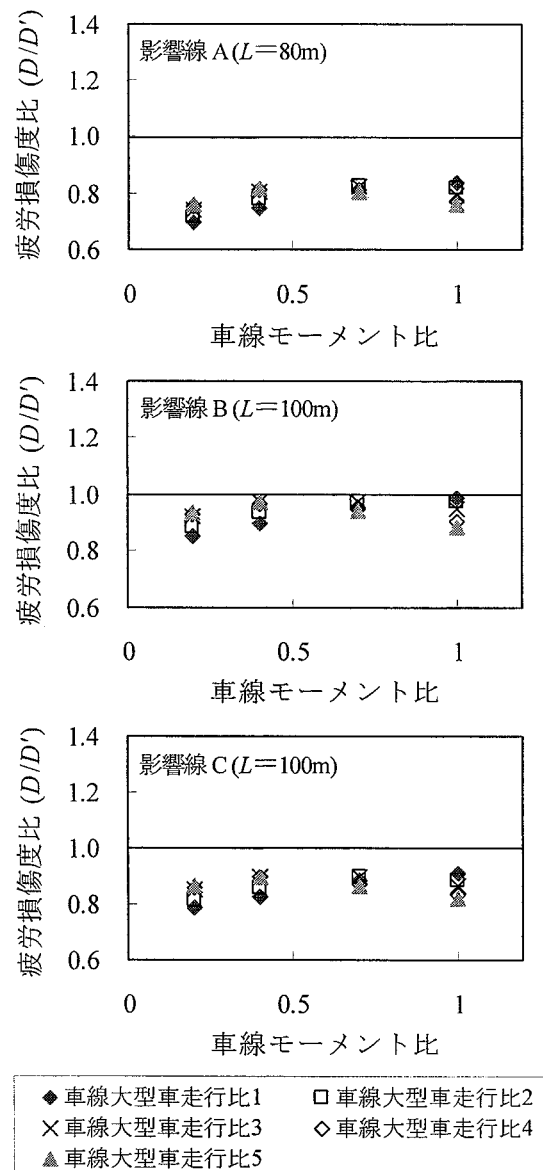


図-9 車線モーメント比の影響

した着目部位の疲労損傷度と指針の規定に基づく疲労損傷度の値は概ね一致した。しかし、指針の規定に基づき算出した疲労損傷度が危険側になるケースが全体で 10% 程度あり、単純桁橋に比べると 3 径間連続桁橋の方で多かった。

- (2) 規定に基づく疲労損傷度は大型車間での構成率を変化させた場合、すなわち考慮した大型車の重量の平均値が高くなるときに、危険側になる場合があった。
- (3) 指針の規定に基づいて疲労損傷度を算出する場合、車両の走行速度による影響が考慮さ

れていないので、単純桁橋においては車間距離が短くなるにつれて、危険側になる傾向があった。3 径間連続桁橋の場合は、影響線が正負交番しているため逆の傾向が見られた。

- (4) 支間長が大きくなると疲労損傷度の比は大きくなる傾向にあるが、危険側になることはなかった。
- (5) 第1車線と第2車線のモーメントの比が変化しても指針の規定に基づく疲労損傷度が危険側になることはなかった。

以上のように、本研究では現在の規定にどういった問題点があるかを明らかにした。今後、現在シミュレーションで使用しているデータを見直すとともに、より多くのパラメータを変化させた解析結果に基づき、指針の規定が適用できない場合に対する補正方法、および適切な疲労設計荷重を提案したいと考えている。また、ラーメン橋脚などの下部構造にも同様の検討をおこない、現在の指針の規定の適用範囲を拡大できればと考えている。

謝辞

本研究は科学研究費補助金（基盤研究(C)，課題番号 17560429）により実施したものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：鋼橋の疲労，1997.5
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，2002.3
- 3) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3
- 4) 三木千壽，後藤祐司，村越潤，館石和雄：シミュレーションによる道路橋の疲労設計活荷重の研究，構造工学論文集，Vol.32A，pp.597～608，1986.3
- 5) 森猛：2車線道路橋の疲労設計荷重に用いる同時載荷係数の検討，土木学会論文集，No.759/I-67，pp.247～258，2004.4
- 6) 石井孝男，篠原修二：東名高速道路の交通荷重測定と荷重特性について，土木学会論文集，No.453/VI-17，pp.163～170，1992.9
- 7) 日本道路協会：第12回鋼橋疲労設計WG資料
- 8) 日本道路公団東京第一管理局，大日本測量：東名高速道路（東京～三ヶ日間）交通荷重測定調査報告書，1983.3
- 9) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討，土木研究所資料第2539号，1988.1
- 10) 久保雅邦，篠塚正宣：自動車交通流の配列に関する確率的考察，土木学会第38回年次講演会I，1983